

COMPORTAMIENTO DEL DESLIZAMIENTO QUE INDUJO EL COLAPSO DEL VIADUCTO No. 1, AUTOPISTA CARACAS – LA GUAIRA, VENEZUELA.

BEHAVIOR OF A LANDSLIDE WHICH INDUCED VIADUCT No. 1 FAILURE, CARACAS-LA GUAIRA HIGHWAY, VENEZUELA

Daniel A. Salcedo

Profesor Asociado, Universidad Central de Venezuela. Caracas

Ingeniero Consultor

RESUMEN

La reactivación de un gran deslizamiento antiguo identificado en 1987, comenzó a generar daños progresivos en el lado Sur de una importante estructura de concreto pretensado que formaba parte de una Autopista que conecta a Caracas, Capital de Venezuela, con su principal puerto y aeropuerto. Este artículo describe el comportamiento del deslizamiento en un periodo de 19 años, y el colapso final de la estructura el 19 de Marzo de 2006. Se discuten los resultados de los estudios geológicos y geotécnicos, la evaluación de mediciones en inclinómetros y puntos de control superficiales, así como el comportamiento de la estructura afectada por el empuje del deslizamiento. Se evalúan además, las posibles causas que pudieran explicar la reactivación del deslizamiento antiguo y su comportamiento, y se describen algunos aspectos relativos a la predicción del tiempo de colapso. Finalmente, se mencionan en forma muy breve, los impactos socio-económicos originados por el colapso de la estructura.

ABSTRACT

A reactivation of a large ancient landslide identified in 1987 began to progressively damage the southern side of an important prestressed concrete span structure of a highway connecting Caracas, Capital of Venezuela, with its main port and airport. This paper deals with the behavior of the landslide over a period of 19 years, and the final failure of the structure in March 19, 2006. Results of geotechnical investigation, evaluation of inclinometers readings and surface control points displacements, as well as behavior of the structure subjected to the slide thrust, are discussed. Several causes that may explain the reactivation and behavior of the landslide, and some aspects about failure time prediction are also described. Social and economical impacts of the Viaduct failure are also briefly discussed.

INTRODUCCION

La Autopista Caracas – La Guaira de 17.2 km de longitud, constituye el enlace vial de Caracas, capital de Venezuela, ubicada a una elevación de 950 m, con su principal puerto y aeropuerto ubicados a nivel del mar. La Autopista fue construida entre los años 1950 y 1953 en una zona geológicamente compleja, con un costo de US\$3.5 Millones/km y un total de US\$ 60 Millones de dólares. Varias estructuras mayores fueron construidas como parte de la Autopista, destacando 3 Viaductos, identificados como 1, 2 y 3)

y dos túneles. Para esa fecha fue catalogada como la Autopista más cara del mundo. Para el año 2005 se estimó un tránsito de 50.000 vehículos/día. El área se caracteriza por una temporada de lluvia entre Mayo y Octubre con un promedio anual de 1000 mm/año, y máximos de 110 mm y 125 mm en Agosto y Octubre.

El presente artículo describe los estudios realizados y el comportamiento de un deslizamiento que afectó el lado Caracas (estribo Sur) del Viaducto No. 1. El deslizamiento fue identificado en 1987 y progresivamente le fue causando serios daños a la estructura, induciendo su colapso final. Luego de diversas obras de rehabilitación para alargarle la vida

útil al Viaducto No. 1, el 5 de Enero de 2006 fue necesario cerrarlo al tránsito debido a una aceleración repentina de la ladera inestable, y su colapso final ocurrió el 19 de Marzo de 2006. Información previa acerca del deslizamiento que afectó el Viaducto No. 1,

ha sido publicada por Salcedo (1989), Salcedo & Ortas (1991, 1994), and Salcedo (1994). Con fines referenciales, la Tabla 1 muestra en forma cronológica los eventos principales desde la construcción del Viaducto No. 1 hasta su colapso.

Tabla 1. Resumen cronológico de los principales eventos desde la construcción del Viaducto No. 1 hasta su colapso.

Fecha	Actividad
30 de Diciembre, 1952	Finaliza la construcción del Viaducto No. 1
2 de Diciembre, 1953	Inauguración de la Autopista Caracas-La Guaira.
1974-1976	Deslizamientos relativamente superficiales en la ladera superior. Muchas viviendas informales fueron afectadas. Se realizó un movimiento de tierra significativo para remover el material deslizado.
23 de Marzo, 1987	Formación de una protuberancia en el asfalto de la junta del estribo Sur (estribo Caracas) del Viaducto No. 1.
24 de Marzo, 1987	Inspecciones técnicas revelaron rotación del estribo Sur y otros daños estructurales.
Abril, 1987	Investigaciones geotécnicas. Fotogeología, perforaciones, instalación de piezómetros, inclinómetros y extensómetros. Se implementa un control topográfico del terreno y de la estructura.
25 de Mayo, 1987 al 5 de Febrero, 1988	Inicio de obras de emergencia que incluyeron 245 anclajes pasivos y 20 anclajes activos instalados en el área del estribo Sur.
17 de Noviembre al 24 de Diciembre, 1987	Mediciones en la estructura revelaron que el tablero se estaba deformando asimétricamente. Fue necesario abrir la junta de expansión de la estructura entre el estribo y el tablero, en ambos lados del Viaducto.
Octubre, 1991	Diseño de galerías exploratorias
Abril 1992 a Abril 1993	Construcción de 410 m galerías exploratorias. Se instalaron once (11) extensómetros dentro de dichas galerías.
1993-2005	Se realizaron trabajos de rehabilitación en la estructura del Viaducto.
Agosto, 2005	Se instalaron siete (7) nuevos inclinómetros y se realizaron nuevas mediciones de puntos de control superficiales en la ladera y en la estructura.
Septiembre, 2005	Inicio de construcción de la vía de contingencia y de la fase de ingeniería del Nuevo Viaducto Alterno.
2 al 12 de Noviembre, 2005	Se cizallan completamente los inclinómetros instalados en la ladera Sur (lado Caracas).
30 de Noviembre, 2005	Se concluye con la mayor parte de las obras de rehabilitación estructural. La deformación vertical de la clave, alcanza los 90 cm.
30 de Diciembre, 2005	La deformación vertical de la clave, alcanza 115 cm.
5 de Enero, 2006	Luego de 3 días de lluvias intensas, ocurre un desplazamiento significativo y repentino y como consecuencia se fracturan los arcos y se originan daños importantes en la estructura. La deformación vertical de la clave alcanza 120 cm. Se decide cerrar el Viaducto No. 1 al tránsito automotor.
25 de Febrero, 2006	Se abre el paso por la vía de contingencia.
1° de Marzo, 2006	Inicio de la construcción del nuevo Viaducto Alterno.
19 de Marzo, 2006	Colapso final del Viaducto No. 1.
21 de Junio, 2007	Se abre el paso por el nuevo Viaducto Alterno de 800 m de longitud.

CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DEL VIADUCTO NO. 1

El Viaducto No. 1 fue diseñado y construido por la empresa Campeon Bernard, bajo la supervisión del Dr. Eugene Freyssinet. La estructura fue concluida en Enero de 1953, y para ese momento fue considerada la estructura de concreto pretensado de mayor luz en el mundo, y los arcos de concreto más grandes de América. Detalles de la estructura pueden ser consultados en Freyssinet, Muller & Shama (1953). La longitud total del Viaducto era de 308 m y su sección principal consistía en tres arcos huecos paralelos, con una distancia entre articulaciones de 152 m y una altura de 70 m.

En cada lado de los arcos se construyeron pilastras que a pesar de su forma de concha delgada hueca (Alto: 41.8, Planta: 6.1 m x 6.1 m), tenían alta resistencia a momentos y a torsión, lo cual le proveía alta resistencia a cargas por vientos y tenían un papel importante en estabilizar toda la estructura. El tablero prefabricado con ocho vigas pretensadas longitudinales fue diseñado como el miembro principal para tomar las cargas por viento y fue necesario excluir todo tipo de juntas en toda su longitud de estribo a estribo. La pilastra y el arco en el Lado Norte (La Guaira) fueron fundados

directamente con la forma de una caja hueca de concreto pretensado. Debido a la naturaleza del terreno, la pilastra en el lado Sur de los arcos fue fundada sobre tres pozos inclinados -30° con la horizontal, los cuales fueron excavados a mano en forma de galerías de 2.3 m x 2.3 m de sección y una profundidad de 29 m, de manera de penetrar 3 m a 4.5 m dentro de la roca competente. Las puntas de los tres pozos inclinados fueron aumentadas a 3.3 m de diámetro en forma de pie de elefante. Adicionalmente, la Pilastra Sur (Lado Caracas) descansa sobre siete pozos de concreto verticales, de 1.93 m de diámetro, los cuales fueron excavados a mano hasta 18 m. Estos pilotes verticales tomaban muy poca carga y su principal función fue cumplida durante la etapa constructiva.

En el lado Sur (lado Caracas) el estribo tenía forma hueca con cuatro contrafuertes fundados a profundidades variables entre 7 y 10 m, y una biela (rocker) sobre la cual una viga transversal transfería las cargas provenientes de las vigas pretensadas longitudinales y del tablero. Las otras dos pilas entre el estribo Sur y la pilastra del arco fueron fundadas directamente a profundidades de 4.7 m. La Figura 1 muestra una sección longitudinal del Viaducto No. 1.

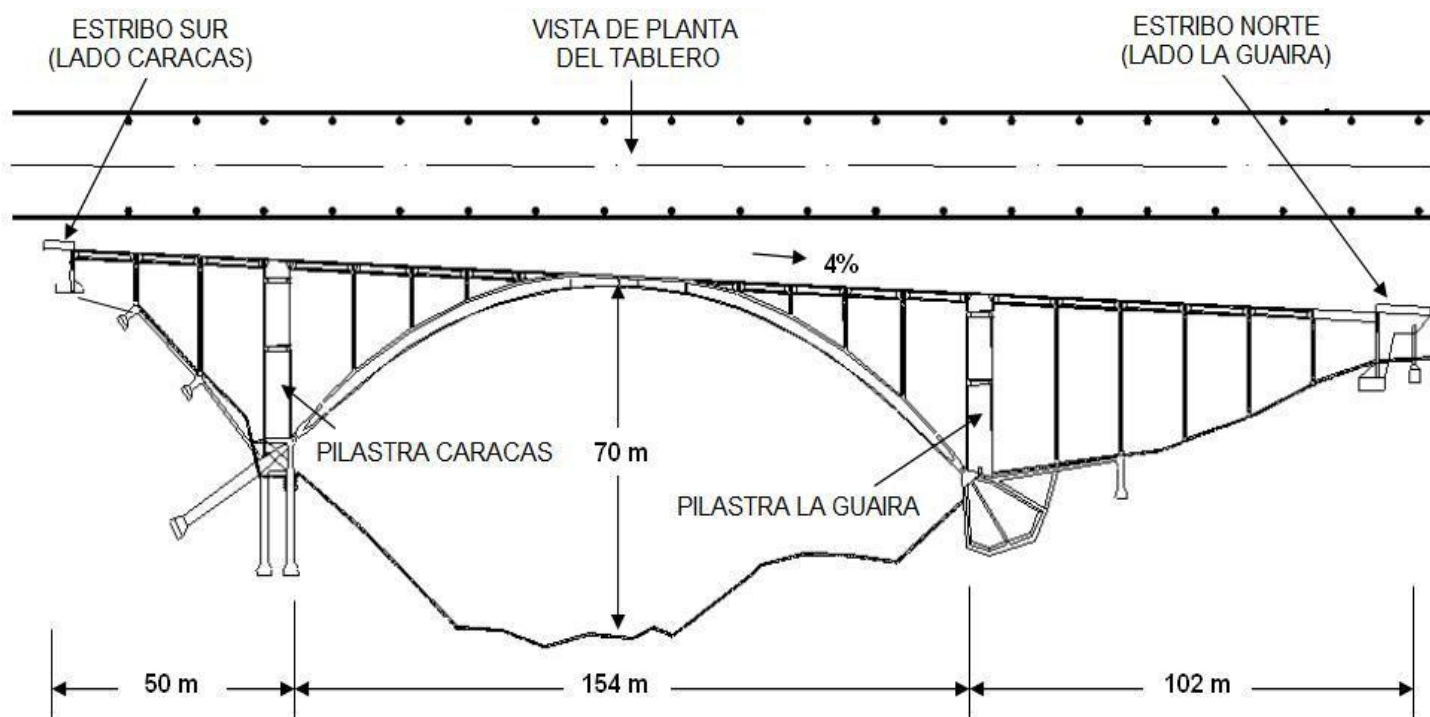


Figura 1. Sección longitudinal del Viaducto No. 1. Nótese los diferentes tipos de fundaciones para la Pilastra Sur (lado Caracas) y la Pilastra Norte (Lado La Guaira). (Freyssinet et al, 1953).

EVENTOS DESDE 1987 A 2005 E IDENTIFICACION DEL DESLIZAMIENTO

A finales de Marzo de 1987 se formó una protuberancia en el asfalto, a lo largo de la junta de expansión del estribo Sur (Lado Caracas). La protuberancia fue inmediatamente cortada y rectificada y se procedió a realizar una inspección detallada de la estructura. Esta inspección permitió detectar evidencias de rotación en el estribo Sur y otros daños en la estructura. Luego de evaluar posibles causas del problema, el Ministerio de Transporte y Comunicaciones decidió contratar una investigación geotécnica la cual comprendió análisis de fotos aéreas, geología de superficie, exploración del subsuelo, mediciones geodésicas de puntos de control en superficie e instalación de piezómetros, inclinómetros y extensómetros. Posteriormente, la investigación fue complementada con campañas geodésicas de medición en nuevos puntos de control ubicados tanto en la ladera Sur como en la estructura, y se procedió a excavar galerías exploratorias en la ladera inestable.

1. Fotogeología

El análisis de fotografías aéreas desde 1936 hasta la fecha, permitió diagnosticar, por indicios fisiográficos, un deslizamiento antiguo en la ladera Caracas del referido Viaducto. El análisis de fotografías aéreas desde 1936 hasta 1983 complementado con inspecciones de campo, permitieron llegar a las siguientes conclusiones:

- El área donde se emplazó el lado Sur del Viaducto tiene una morfología con claras evidencias de un deslizamiento antiguo. En los pares estereoscópicos fue posible observar escarpas, topografía escalonada, contrastes en los tonos de colores de la ladera en comparación con el área alrededor, y un cambio curioso en la pendiente de dicha ladera. En la fotografía aérea del año 1936 (Figura 2a) destaca como evidencia fisiográfica importante, la existencia de un meandro en la quebrada Tacagua que a juicio del autor pudo haber sido generado por el empuje de la masa antigua deslizada. Es probable que el deslizamiento antiguo pudo llenar casi completamente el valle con los detritos y forzó el cauce de la quebrada hacia la margen Norte de la quebrada. El deslizamiento antiguo tiene una longitud de 500 m aproximadamente y una diferencia en cota de 225 m. Se pudo identificar además, pequeños deslizamientos dentro de toda el área inestable. La Figura 2b muestra los límites aproximados del deslizamiento antiguo.

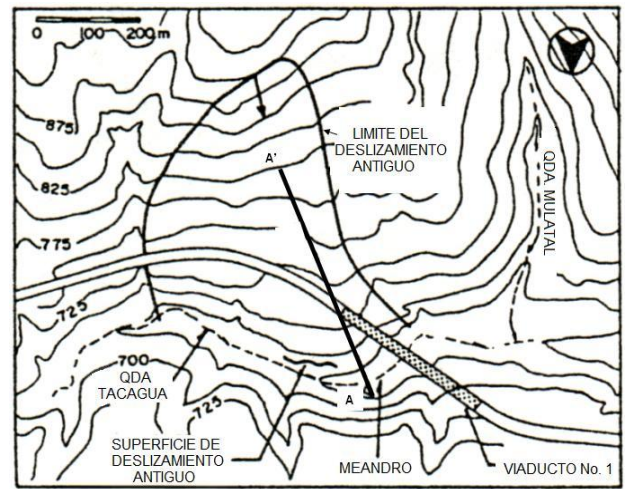
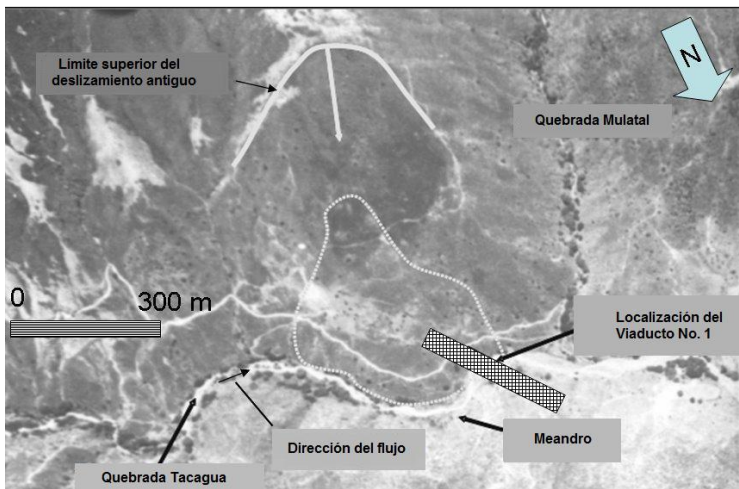
- Durante los años 1970 a 1971, la ladera fue invadida por personas de bajos recursos quienes construyeron pequeñas viviendas denominadas localmente “ranchos”, sin sistemas adecuados de aguas servidas y drenaje de aguas de escorrentía.
- En 1974 la ladera superior del lado Sur fue afectada por un deslizamiento relativamente superficial y muchas viviendas informales fueron destruidas. Para este momento, se observó un levantamiento en la isla central de la Autopista, en una sección localizada a unos 50 m al Sur del Estribo Caracas. Se requirió un movimiento de tierras importante, para remover principalmente el material suelto. Las Figuras 3a y 3b, muestran las fotografías aéreas antes y después del deslizamiento de 1974.
- En 1981 ocurrió un nuevo deslizamiento en la ladera superior Sur, de 130 m de ancho y una diferencia de cota de 155 m, ubicado a 250 m al Sur del Estribo Caracas del Viaducto No. 1. El deslizamiento estaba ubicado dentro de los límites del deslizamiento antiguo, tal como se muestra en la Figura 4.

2. Geología y perforaciones exploratorias en la zona del Estribo Caracas (lado Sur)

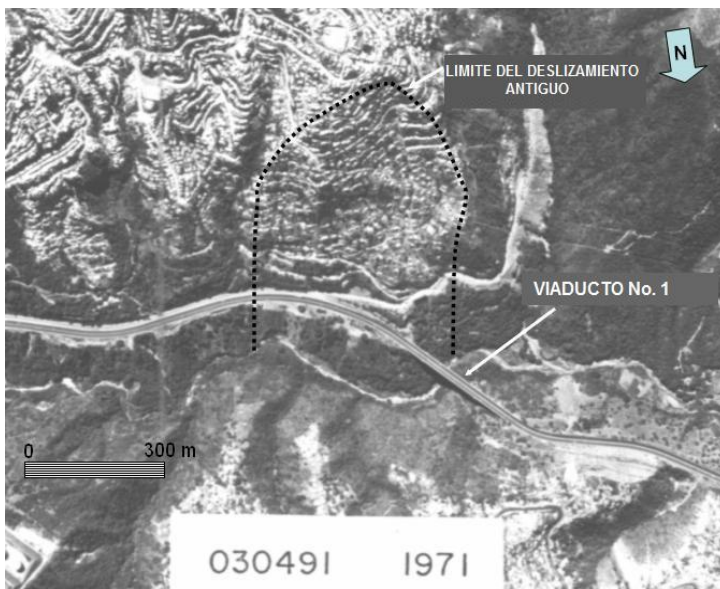
La mayor parte de la ladera y especialmente la parte inferior bajo la Autopista, está cubierta por suelos coluviales producto del deslizamiento antiguo. El material está constituido por fragmentos y bloques angulares de rocas metamórficas de diferentes litologías (esquistos, gneises y mármoles) en una matriz areno-limosa. La masa rocosa subyacente está representada por una secuencia de calizas metamórficas interfoliadas con esquistos calcáreo-micáceos, cuarcitas y anfibolitas, de edad Jurásico-Cretácico.

La estructura geológica principal del área es una falla de rumbo Este-Oeste cuya traza tiene una dirección aproximadamente paralela al alineamiento de los primeros 4 kilómetros de Autopista, como se mostrará posteriormente en la Figura 23. Esta falla pertenece al Sistema de fallas Tacagua-Avila el cual ha sido considerado geológicamente activo y responsable de algunos sismos en Venezuela Central. La falla de Tacagua ha sido clasificada como de rumbo dextral (Suárez & Nabelek, 1990, Schubert, 1993).

Los planos de foliación en la masa rocosa están bien desarrollados y tienen un rumbo paralelo al rumbo de la ladera y buzamiento predominante de 15°-40° hacia el Norte, consecuente con el frente de exposición de dicha ladera.



Figuras 2a y 2b. Fotografía aérea de 1936, mostrando las evidencias fisiográficas de un deslizamiento antiguo donde fue construido el estribo Caracas del Viaducto No. 1. Se puede observar un meandro, aparentemente inducido por la masa deslizada. La Figura 2b muestra un plano topográfico indicando el límite del deslizamiento antiguo y la ubicación del Viaducto y sus accesos. La línea A-A' corresponde a la sección que se muestra posteriormente en la Figura 10.



Figuras 3a y 3b. Fotografía aérea del año 1971, mostrando el límite del deslizamiento antiguo antes del deslizamiento de 1974, el cual es evidente en la Figura 3b. El material removido del deslizamiento fue volcado en la margen derecha de la quebrada Mulatal, ubicada en el extremo derecho de la Figura 3b.

Se pueden observar en afloramientos y en núcleos recuperados en perforaciones, dos sistemas de diaclasas. Uno de ellos tiene rumbo paralelo a las superficies de foliación y con buzamiento desde vertical a 60° al Sur, en sentido contrario a la foliación, y otro sistema con rumbo perpendicular al rumbo de la foliación y buzamiento vertical.

Durante el trabajo geológico de campo, se observaron los siguientes factores de importancia:

- Movimiento de bloques de roca a lo largo de planos de foliación, aún a bajos valores de buzamiento (10° a 20°).

- Estrías tectónicas de cizallamiento y superficies pulidas (slickensides) en planos de foliación y diaclasas, brechas de falla geológicas locales y microfallas en muestras de mano, evidencias que reflejan la intensa historia tectónica del área.
- Una traza de la superficie del deslizamiento antiguo aflorando a una elevación de 670 m, a 55 m bajo la cota del tablero del Viaducto No. 1. (Figura 2b). El material en la superficie de deslizamiento está constituido por un suelo arcilloso con textura brechoide, estrías y superficies pulidas (slickensides), y fragmentos

de rocas metamórficas, típicos de un material cizallado. Este hallazgo fue considerado como una importante prueba de la hipótesis de un deslizamiento antiguo, interpretado con base en evidencias geomorfológicas observadas en fotografías aéreas.



Figura 4. Límite del deslizamiento ocurrido en el año 1981, dentro de los límites del deslizamiento antiguo.

3. Obras de emergencia (1987-1988)

Una vez terminado el diagnóstico del problema, se procedió a la construcción de obras de estabilización de emergencia. Estas consistieron en la instalación de 245 anclajes pasivos de 1 3/8" de diámetro, inyectados, inclinados a 55° por debajo de la horizontal, y con longitudes entre 30 y 36 m, con el fin de garantizar que los anclajes atravesaran la superficie de deslizamiento (Figura 5).

El trabajo de estabilización fue realizado en un área de 25 m x 70 m, cubriendo una zona entre el Estribo Sur (lado Caracas) y la segunda pila Sur bajo el Viaducto. Durante el trabajo de inyección de anclajes se observó en muchos de ellos, un consumo anormal de cemento, variando entre 200-300 sacos (42.5 kg cada uno) para la mayoría de ellos y hasta 1000-2000 sacos en otros. Adicionalmente, se construyeron 20 anclajes activos de 60 m de longitud, tensados a 45 y 60 toneladas. Estos anclajes activos se instalaron en la base del estribo Sur y en la base de las dos pilas intermedias (Pilas 9 y 10) entre el estribo y la pilastra Caracas. Estas medidas de emergencia solo tenían como objetivo desviar el empuje del deslizamiento fuera de la estructura del Viaducto ya que se conocía que la fuerza de soporte aplicada era solo una fracción de la fuerza requerida para estabilizar un deslizamiento de significativas dimensiones.

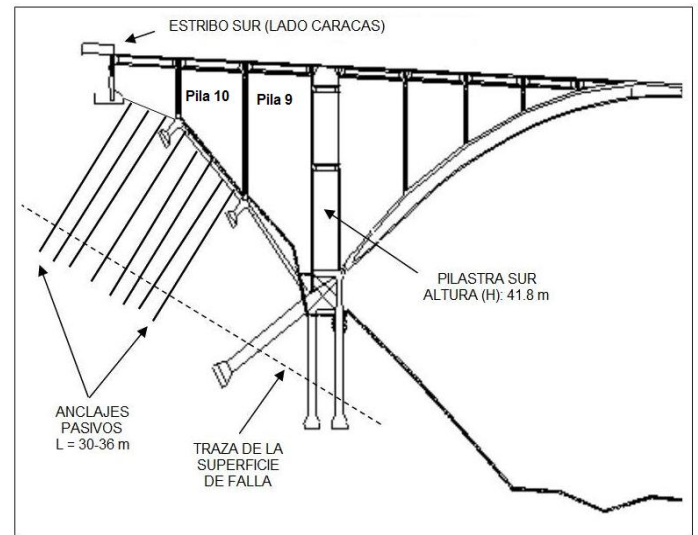


Figura 5. Obras de emergencia. Barras pasivas de 1 3/8" de diámetro, inyectadas e inclinadas a 55° para atravesar la superficie de deslizamiento identificada.

La Figura 6 muestra los resultados de las mediciones de deformación del tablero desde Junio a Diciembre de 1987. Puede observarse que el tablero se estaba deformando asimétricamente a una velocidad de 5.5 mm/mes. Cálculos realizados por Jean Muller International con un modelo computarizado del Viaducto No. 1, revelaron que el momento flector estimado en la cuarta parte Sur del arco en el lado Caracas era negativo y especialmente alarmante.

En el lado La Guaira (lado Norte) los cálculos dieron momentos positivos los cuales tienden a inducir tensión en la fibra inferior y podrían incrementarse bajo la acción de cargas vivas. Esta situación ubicó el arco en un "estado límite" para requerimientos de serviciabilidad.

Basados en estos resultados, se llevó a cabo una obra de emergencia adicional la cual consistió en abrir la juntas de expansión de la estructura entre el estribo y el tablero, en ambos lados del Viaducto. Antes de cortar las juntas de concreto, se colocaron 8 gatos coincidentes con las vigas longitudinales sobre las cuales se apoya el tablero, cada uno generando una fuerza de 125 tons, aplicando una fuerza total de 1000 tons en la dirección longitudinal de la estructura. Esta operación disminuyó el momento flector en la sección crítica de -45,000 kN.m a -16,000 kN.m.

La abertura de la junta fue realizada en primer lugar en el estribo Caracas (lado Sur) a partir de Noviembre, 1987, y luego en el estribo La Guaira (lado Norte), habiéndose completado el trabajo de 24 de Diciembre de 1987, cuando los gatos colocados en

este último estribo fueron liberados. En el momento en que los gatos fueron destensados, todas las personas que estábamos sobre el Viaducto pudimos sentir el movimiento del tablero cambiando su deformación asimétrica a un patrón simétrico con su desplazamiento vertical máximo en la clave del arco.

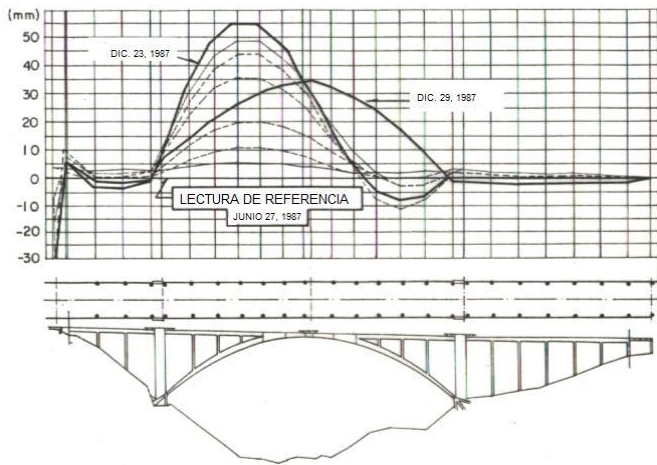


Figura 6. Deformación del tablero desde el inicio del monitoreo en Junio, 1987, hasta el 23 de Diciembre de 1987, antes y después del corte y abertura de las juntas en ambos estribos. El sentido del movimiento del deslizamiento es de izquierda a derecha.

La Figura 6 muestra también los resultados de las mediciones de nivelación posteriores a la liberación de las juntas en ambos estribos. Desde 1987, la abertura en las juntas Sur y Norte tuvo que ser realizada varias veces debido a que la masa en movimiento cerraba dicha abertura, la cual inicialmente tenía un ancho de 25 cm.

4. Perforaciones y galerías exploratorias

Un total de 17 perforaciones entre 40 y 50 m de profundidad, fueron ejecutadas en el área de la ladera Sur en 1987, instalando 5 piezómetros y 15 inclinómetros. Para complementar la exploración y con el objeto de investigar los factores que reactivaron el deslizamiento antiguo, entre 1992 y 1993 se proyectaron y excavaron 410 ml de galerías exploratorias, entre ramales principales y secundarios, instalando en su interior 11 extensómetros.

La localización y la descripción geológica detallada de las galerías exploratorias y los resultados correspondientes fueron publicados por Salcedo (1994). La orientación de los ramales secundarios se decidía en función de la caracterización del subsuelo, que se iba realizando detalladamente durante la excavación.

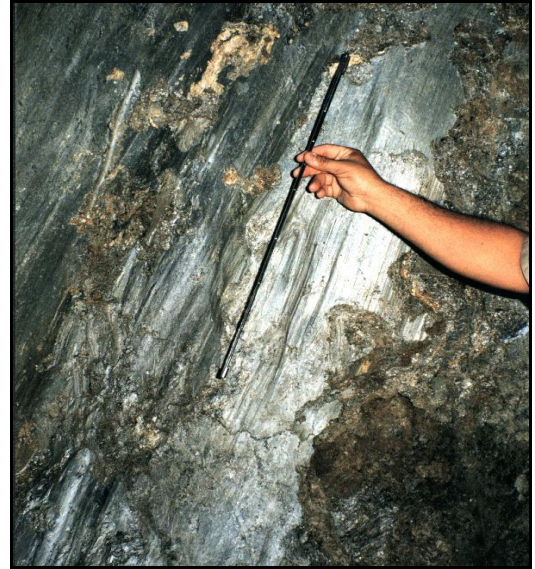
Dos aspectos importantes detectados en las galerías exploratorias, se resumen a continuación:

- El hallazgo de una brecha de falla geológica de unos 50 metros, medidos en sentido del rumbo de una de las galerías principales, la cual se excavó paralela al vector de desplazamiento del deslizamiento. Dentro de la galería fue posible interpretar al menos tres períodos de tectonismo, el primero de ellos caracterizado por estrías petrificadas, probablemente contemporáneo con la edad de la falla, y el segundo y tercero de ellos caracterizado por presencia de arcillas pulidas con estrías, de apariencia reciente, a juicio del autor atribuibles a eventos neotectónicos. Las Figuras 7a, 7b y 8 muestran superficies arcillosas pulidas y estrías (slickensides), encontradas durante la excavación. Dos generaciones de "slickensides" fueron también observadas en un microscopio electrónico (Figura 9).
- Para la fecha de excavación de las galerías, no se encontraron flujos importantes de agua que sugirieran a este factor como causa activante del deslizamiento. Algunos goteos de aguas detectados en el material coluvial sobre la roca in situ, revelaron un contenido anormal de sales y valores de pH muy altos. Este tipo de aguas ha sido identificada por Rodríguez et al (1984) como aguas fósiles entrampadas en deslizamientos antiguos. En ninguna de las aguas muestreadas se encontraron bacterias o partículas fecales que pudieran sugerir su proveniencia de las viviendas humildes ubicadas en la ladera superior.

5. Instrumentación de la ladera

Los inclinómetros instalados en 1987 permitieron interpretar una superficie de falla esencialmente planar, tal como puede verse en la Figura 10. Este perfil geológico fue elaborado tomando en cuenta los resultados de las perforaciones, galerías exploratorias e instrumentación.

Dos inclinómetros instalados en Junio y Septiembre de 1987, bajo el estribo Sur (lado Caracas) y al pie de la ladera superior, adyacente al mismo estribo, revelaron una superficie de falla muy bien definida localizada a profundidades de 37 m y 25 m, respectivamente, bajo el tablero. La orientación del vector de movimiento interpretado de las lecturas de inclinómetros, varió entre 40° y 50° con respecto al eje longitudinal del Viaducto. La velocidad del deslizamiento, estimada con las medidas de inclinómetros alcanzó 1.0 cm/mes en 1987, y disminuyó progresivamente.



Figuras 7a y 7b. Superficies pulidas y estriadas (slickensides), dentro la brecha de falla encontrada en las galerías exploratorias a 75.6 m del portal de entrada. Las galerías fueron excavadas con un ancho de 2.9 m.



Figura 8. Dos generaciones de superficies pulidas y estriadas en una muestra de mano tomada en la brecha de falla dentro de la galería exploratoria, a 53.4 m del portal de entrada.

Desde 1990 a 1993 la velocidad del deslizamiento se mantuvo aproximadamente en un rango entre 1 y 2 cm/año. Las mediciones fueron suspendidas en 1993 hasta el año 2000, cuando fueron instalados 3 nuevos inclinómetros que revelaron velocidades entre 0.17 y 0.27 cm/mes. En las primeras tres semanas de Agosto de 2005, se instalaron nuevos inclinómetros en el área inestable. De acuerdo a las mediciones y nuevas inspecciones de campo en la ladera inferior y superior, fue posible definir el límite en superficie de la masa activa, tal como se indica en las Figuras 11 y 12. El volumen aproximado del área total inestable identificada en las Figuras 11 y 12, es 6 millones de metros cúbicos, sin embargo, la masa de

deslizamiento activo en el año 2005 tenía aproximadamente un volumen de 4.3 millones de metros cúbicos.

Los inclinómetros instalados en el año 2005 mostraron velocidades iniciales de 2 a 4 cm/mes desde Agosto a Octubre. Sin embargo, a principios de la segunda semana de Noviembre se detectó un incremento en la velocidad del movimiento, alcanzando valores de hasta 19.75 cm/mes. De los siete inclinómetros instalados en Agosto de 2005, seis de ellos fueron cizallados por el movimiento durante la segunda semana de Noviembre.

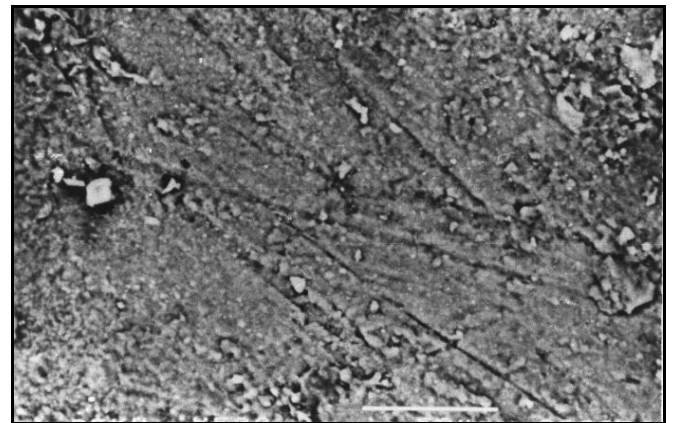


Figura 9. Dos generaciones de superficies pulidas y estriadas, observadas en microscopio electrónico. Muestra tomada en la brecha de falla dentro de la galería exploratoria.

Nuevas inspecciones técnicas realizadas en la ladera superior permitieron observar un aumento en la velocidad del movimiento y la rotura de tuberías principales de aguas servidas. En las viviendas y en la

vía de acceso al asentamiento urbano, se observaron grietas importantes y deformaciones. La grieta principal en el tope de la ladera mostró un desplazamiento vertical de 1.5 m. Es importante mencionar que las medidas de deformación del tablero del Viaducto, también revelaron un incremento en la deformación vertical del arco. En vista de estos hechos, en Noviembre de 2005, el grupo consultor recomendó al Ministerio de Infraestructura, implementar un plan de contingencia y evacuar inmediatamente aproximadamente 400 viviendas que estaban construidas sobre el deslizamiento activo.



Figura 12. Vista panorámica del extremo Sur del Viaducto No. 1, mostrando los límites del deslizamiento antiguo y de la masa activa en el año 2005.

6. Monitoreo de movimientos superficiales

Los controles topográficos consistieron de las siguientes actividades: a) Instalación de 3 “bench marks” en el lado opuesto del valle en una zona considerada estable. b) Instalación de 15 puntos de control en la superficie de la ladera inestable. Estos puntos fueron distribuidos entre la ladera inferior y superior y sirvieron para obtener mediciones de desplazamientos verticales y horizontales. c) Instalación de 56 puntos de control localizados en el tablero y uniformemente distribuidos en ambos lados longitudinales del Viaducto. Estos puntos fueron medidos periódicamente con el fin de determinar la deformación del tablero debido al empuje de la ladera. d) Instalación de puntos de control en las pilastras y en ambos estribos de la estructura.

Las medidas de puntos de control en la ladera se realizaron entre 1987 y 1993, y luego posteriormente entre 2005 y 2006. La deformación de la estructura fue medida nuevamente entre 1997 y 2006. Durante el año 1987, las velocidades horizontales de puntos de control en la ladera inestable variaron entre 1 y 3 cm/mes. Sin embargo, desde principios de 1988 se notó una disminución de la velocidad del movimiento hasta 1-1.5 cm/año. Este valor se mantuvo aproximadamente constante hasta 1993, año en el cual se suspendieron las mediciones. El vector de desplazamiento horizontal promedio formaba un ángulo de 40°-50° con el eje longitudinal del Viaducto, que es la misma orientación de las estrías de cizallamiento medidas en la traza del deslizamiento antiguo detectada a la cota de 670 m, previamente mencionada (Figura 2b).

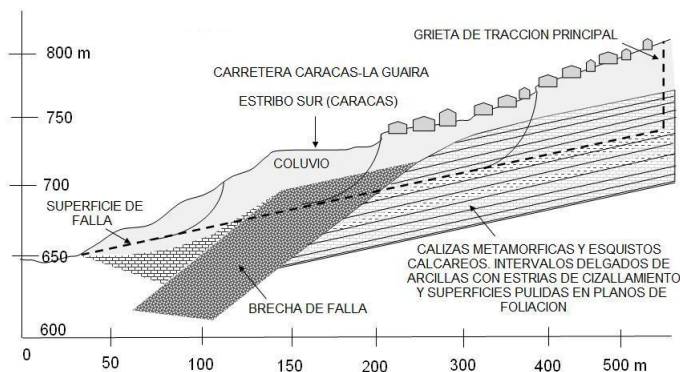


Figura 10. Perfil geológico generalizado del deslizamiento. La superficie de de cizallamiento se ha desarrollado a lo largo de intervalos de “slickensides” en planos de foliación, a lo largo de la brecha de falla y a lo largo del material coluvial.

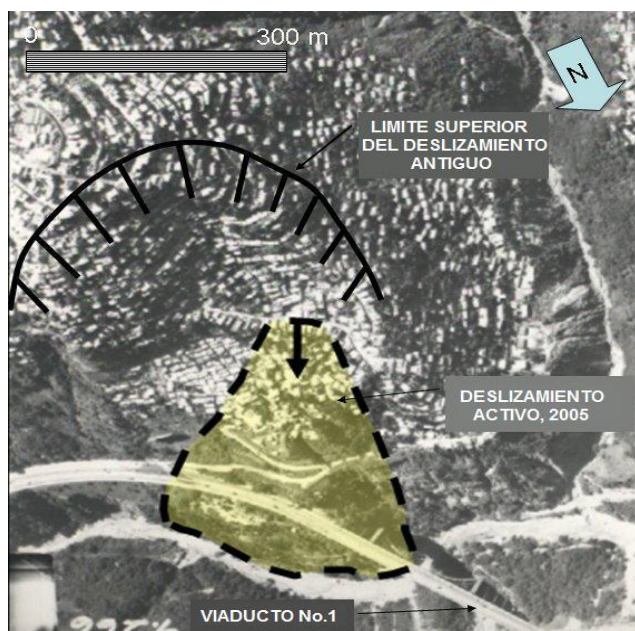


Figura 11. Fotografía aérea del año 2000, mostrando el límite superior del deslizamiento antiguo y el límite del deslizamiento activo en el año 2005.

A principios del año 2005, las mediciones para el monitoreo de la deformación del tablero, detectaron un aumento importante en las velocidades de ascenso de la clave, alcanzando velocidades entre 3 y 4 cm/mes. Para la primera semana de Noviembre de 2005, la velocidad de los desplazamientos verticales del tablero reveló, tal como fue también interpretado de las medidas de inclinómetros previamente descritas, una aceleración del deslizamiento, incrementándose progresivamente las velocidades de ascenso desde 4.7 cm/mes a 30.7 cm/mes en el período comprendido entre el 2 de Noviembre y el 12 de Diciembre de 2005. Dado que la alta velocidad del movimiento no justificaba la reinstalación de inclinómetros pues se cizallarían rápidamente, las mediciones se concentraron a los puntos de control superficiales en la ladera y en la estructura. Nuevas mediciones realizadas desde el 13 al 29 de Diciembre de 2005, permitieron determinar una velocidad promedio de la ladera superior de 1.2 cm/día y un promedio de 2.47 cm/día en la ladera inferior. Estas velocidades se incrementaron el 1° de enero de 2006 hasta 1.85 cm/día en la ladera superior, y 38.4 cm/día en la ladera inferior, demostrando que la ladera estaba en franco proceso de rápido colapso.

VELOCIDADES DEL MOVIMIENTO Y PREDICION DEL COLAPSO

En vista de la aceleración del movimiento a finales del 2005, se decidió realizar una estimación del

tiempo del colapso del macrodeslizamiento, basándose en las teorías publicadas por Fukuzono (1985) y Voight (1989a,b). Este último autor definió una relación simple, incluyendo unas constantes empíricas, la cual describe el comportamiento de materiales en etapas de falla bajo condiciones aproximadas de esfuerzos y temperatura constantes. Esta relación es aplicable a metales, hielo, concreto, rocas, polímeros y suelos.

La teoría de Fukuzono es en cierta manera un caso particular de la Teoría generalizada de Voight, y para fines prácticos de un deslizamiento basta con representar gráficamente el inverso de la velocidad con el tiempo. La Teoría parte de la hipótesis que cuando esa relación intersecte el eje de las abscisas (tiempo), se alcanza teóricamente una velocidad infinita, la cual correspondería a la fecha estimada para el colapso del deslizamiento.

Dado que los inclinómetros instalados en la ladera se habían cizallado, se decidió aplicar la teoría de Fukuzono a las medidas diarias de ascenso del arco. Estas mediciones habían correlacionado muy bien con las medidas de inclinómetros y de puntos de control superficial, revelando que entre Noviembre y Diciembre de 2005, la relación de movimiento del suelo y el movimiento del cierre del arco, era aproximadamente 1:1.

La Figura 13 muestra la relación entre el inverso de la velocidad y el tiempo, y una recta que al prolongarse cortaría el eje de las abscisas, de seguir esa tendencia, el 16 de Diciembre de 2005, fecha del posible colapso.

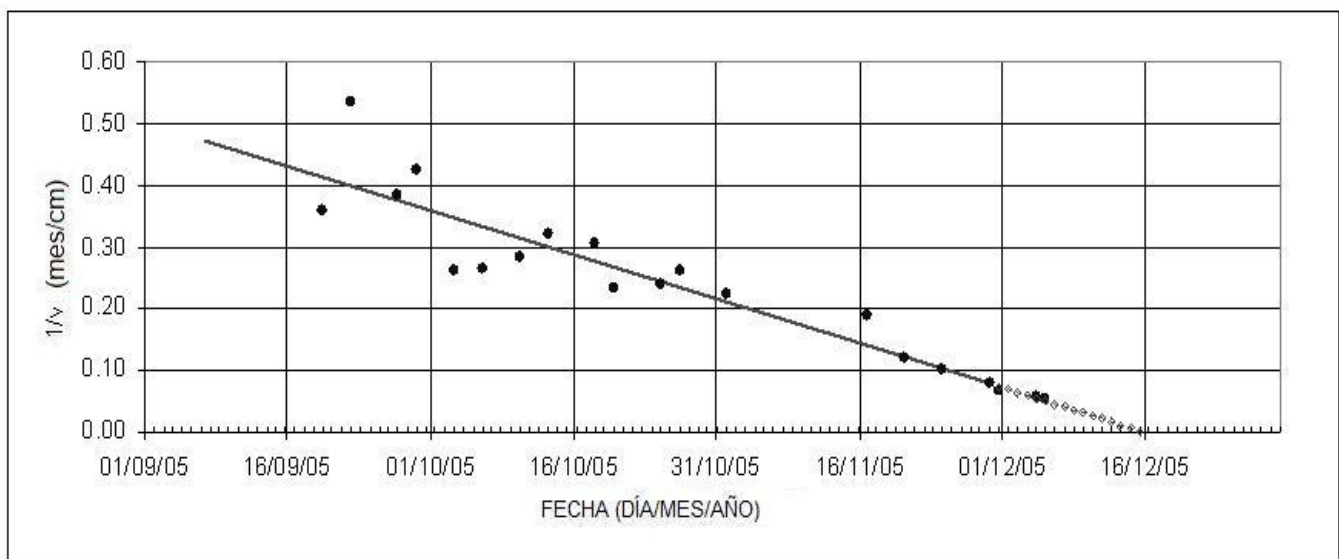


Figura 13. Relación entre el inverso de la velocidad-vs-tiempo (Septiembre 2005 a Diciembre 2005).

Cabe destacar que a partir del 16/11/05 todos las mediciones que se iban incorporando al gráfico, coincidían con la recta proyectada hacia el día de colapso, sin embargo, a partir del 11 de Diciembre, las velocidades se tornaron aproximadamente constantes a un valor del orden de 30 cm/mes, como se muestra en la Figura 14. En esta Figura también puede observarse que el día 5/01/06, las velocidades se incrementaron en forma acelerada hasta un valor de promedio deslizante mayor de 150 cm/mes, fecha en la cual se produjeron los daños en la estructura y se decidió el cierre del tránsito por el Viaducto.

Si bien las teorías anteriores no predijeron exactamente el día de la aceleración del movimiento y la fecha del colapso final, se considera que su utilización provee de una valiosa información para fines del proceso de toma de decisiones y para al menos tener una idea de la fecha aproximada del colapso de un deslizamiento. En otros casos históricos como el deslizamiento de Vaiont, Italia, en 1963, las referidas teorías acertaron el día del colapso (Voight, 1989). Habría que investigar con más detalle, si dichas teorías son más efectivas en los casos de deslizamientos con superficies de falla de ángulos más altos, y menos efectivas para el caso de superficies de poca inclinación como el caso objeto de estudio. Voight (2005, comunicación personal), aconseja utilizar estas teorías con cautela.

EVALUACION DE POSIBLES SOLUCIONES

La evaluación de múltiples soluciones a la problemática del Viaducto No. 1, ha sido discutida previamente por Goodman, Salcedo y Sancio (1992).

Entre ellas se pueden citar en forma resumida:

- Soluciones orientadas a detener el deslizamiento (drenajes, disminución de sobrecarga, anclajes, construcción de un terraplén).
- Soluciones orientadas a detener solo una porción del deslizamiento (Por ejemplo, macroanclajes, excavación o combinación de ambas soluciones).
- Medidas orientadas a aislar el Viaducto del deslizamiento.
- Soluciones estructurales dirigidas a adaptar el Viaducto a los desplazamientos de la ladera. Estas serían efectivas si el comportamiento del deslizamiento fuese predecible en cuanto a velocidad y magnitud de los movimientos. Si se toma en cuenta que en la ladera se pueden producir desplazamientos muy superiores a la tolerancia de la estructura, un enfoque exclusivamente estructural no resolvería el problema.
- Soluciones orientadas a la relocalización de la Autopista fuera del tramo afectado por el deslizamiento. El estudio y evaluación detallada del deslizamiento, condujo al grupo consultor a seleccionar esta opción como la más conveniente, y continuar con los trabajos estructurales para tratar de alargarle la vida útil a la estructura.

En 1987 nuestro grupo consultor recomendó la construcción de una estructura elevada por el fondo de valle de la quebrada Tacagua, fuera de la masa inestable, para solventar toda la problemática de inestabilidad entre el km 0 y el km 4 de la Autopista. Dicha estructura, en su primera etapa consistiría en un Viaducto de 800 m de longitud que sustituiría tanto el Viaducto No. 1 como un tramo de 500 m de autopista también afectada por deslizamientos, y enlazaría temporalmente con la Autopista actual.

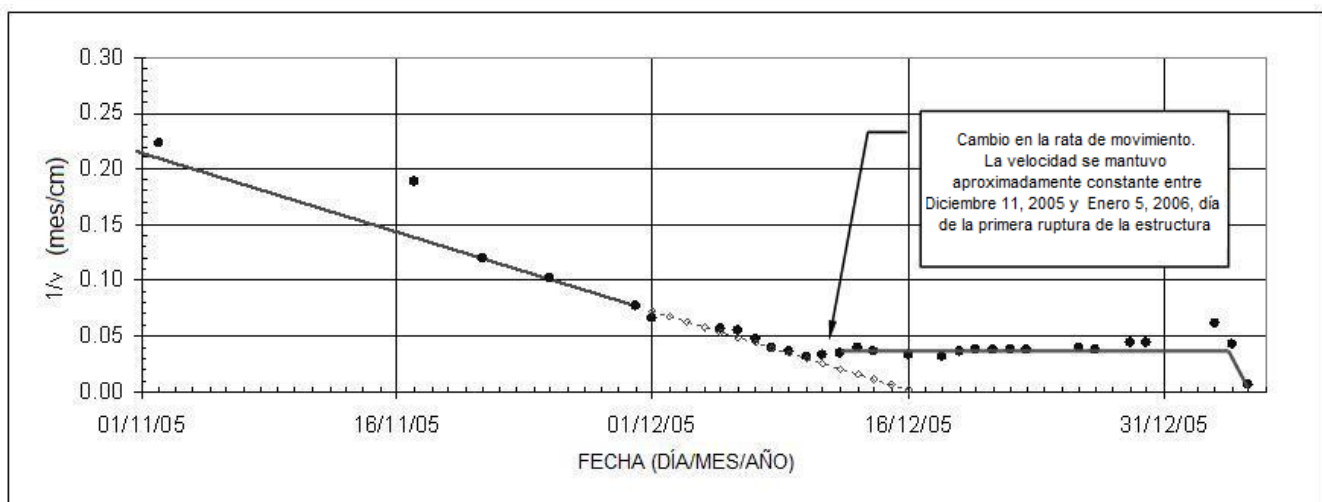


Figura 14. Inverso de la velocidad-vs-tiempo (1° de Noviembre de 2005 a 5 de Enero de 2006).

En Octubre 1990 una Comisión de Alto Nivel Técnico recomendó, en lugar de la estructura, la construcción de un terraplén de 2.5 millones de metros cúbicos, relleno del valle de Tacagua, construyendo previamente un cajón de concreto de 500 m de longitud y 9 m de diámetro para permitir el flujo de agua de la quebrada Tacagua. Ninguna de las soluciones recomendadas fue puesta en práctica, aunque la estructura fue objeto de licitaciones en tres oportunidades, sin embargo, por razones que se escapan de los objetivos de este trabajo, no llegaron a feliz término. Desde 1993 a 2005 se realizaron solamente obras estructurales de rehabilitación, en un intento de extender la vida de servicio de la estructura. Estas medidas estructurales ciertamente extendieron la vida de servicio del Viaducto No. 1 pero no garantizaban su estabilidad final.

Debido al aumento de la velocidad del movimiento, en Mayo de 2005 el Ministerio de Infraestructura mostró su preocupación acerca de la integridad de la estructura y nuestro grupo profesional fue nuevamente consultado respecto a la problemática del Viaducto No. 1.

Luego de constituir una Comisión con especialistas en vialidad, geotecnia, movimientos de tierra y estructuras, y evaluar todos los datos concernientes a las mediciones realizadas y deformaciones en la estructura, se recomendó la construcción inmediata del Viaducto Alterno tal como había sido recomendado en 1987. Considerando que el tiempo requerido para la construcción de la nueva estructura era aproximadamente 1.5 años, se recomendó que en forma paralela se construyera un desvío temporal de 2 kms de longitud que pudiera construirse en un tiempo no mayor de 6 meses. Esta vía fue denominada “vía de contingencia”, y fue diseñada para ser usada como paso de emergencia en caso de que el Viaducto No. 1 tuviese que ser puesto fuera de servicio antes de la terminación del Viaducto Alterno. El Ministerio de Infraestructura decidió implementar dichas recomendaciones y los trabajos de movimientos de tierras para la vía de contingencia se iniciaron en Septiembre de 2005. Mientras tanto se continuaron los esfuerzos para adaptar la estructura a los movimientos de la masa en deslizamiento y tratar de prolongar su vida de servicio. Desafortunadamente el Viaducto No. 1 tuvo que ser cerrado al tránsito el 5 de Enero de 2006, casi dos meses antes de que la vía de contingencia estuviese terminada, generando una crisis social y económica importante; durante este periodo de tiempo fue necesario utilizar la vieja carretera Caracas – La Guaira, la cual además de un

trazado con 360 curvas, apenas tiene una capacidad de tránsito de 400 vehículos diarios comparado con 50.000 vehículos diarios que transitan por la Autopista. El paso por la vía de contingencia fue abierto el 25 de Febrero de 2006, y el Viaducto Alterno de 800 m de longitud fue concluido en Junio de 2007.

EFFECTOS DEL EMPUJE DEL DESLIZAMIENTO EN LA ESTRUCTURA DEL VIADUCTO NO. 1.

El empuje del macrodeslizamiento sobre la estructura originó que progresivamente la distancia entre las articulaciones de los arcos se fuese reduciendo y como consecuencia el tablero fue ascendiendo. Simulaciones en computador y medidas de campo indicaron que existía una relación aproximada 1:1 entre el cierre de los arcos y el ascenso de la clave. Al mismo tiempo cuando el arco se cerraba 1 cm, el tablero que está vinculado a la clave, ascendía junto con la clave y se movía 0.5 cm horizontalmente hacia el lado Norte (Figura 15).

Los datos obtenidos de simulación en computador indicaron que el inicio del colapso estructural ocurriría a una deformación vertical de la clave de 67 cm; en ese momento se desarrollarían dos fracturas en ambos lados de la clave, generando una estructura inestable con cuatro articulaciones. En 1988 se hicieron recomendaciones en el sentido de suspender el tránsito por la estructura cuando la deformación vertical de la clave alcanzara los 50 cm. Es importante mencionar que los arcos fueron diseñados para resistir solamente esfuerzos de compresión y por lo tanto no se previó la colocación de acero de refuerzo para esfuerzos de tensión. Dado que el vector de desplazamiento promedio del deslizamiento formaba un ángulo de unos 40°-50° con el eje longitudinal del Viaducto, y considerando que la ladera del Lado La Guaira (Norte) es estable, el Viaducto estaba siendo afectado por una flexión horizontal importante que para Noviembre de 2005 tenía unos 60 cm de desplazamiento (Figura 15).

De acuerdo al análisis de ingenieros estructurales, además de la posible falla de los arcos, la referida deformación flexural tenía que ser corregida tan pronto como fuera posible debido a que podría causar el colapso final del Viaducto.

Las mediciones de control en la estructura revelaron que para finales de Noviembre de 2005, cuando la mayoría de las obras de rehabilitación estaban concluidas, la deformación vertical de la clave era de 90 cm, y al final de Diciembre de 2005,

la deformación alcanzó 115 cm. Las Figuras 16(a) a 16(d), muestran para fines comparativos, como se observaba la deformación vertical de la clave a diferentes fechas, debido al cierre de los arcos.

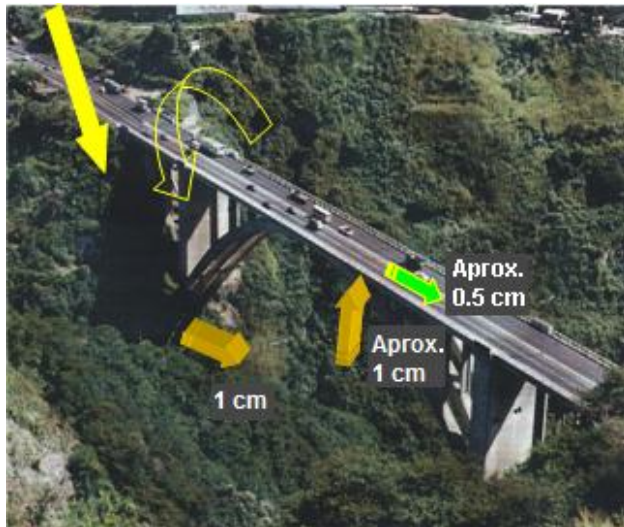


Figura 15. Relación entre los desplazamientos en la estructura, debido al empuje del macrodeslizamiento.

Además de las deformaciones del tablero, desde 1987 se observaron muchos otros daños en el Viaducto No. 1, tales como la rotación del estribo Sur, grietas en varias secciones de la estructura e inclinación de las pilas 9 y 10, localizadas en el lado Sur. Las siguientes medidas de rehabilitación, proyectadas por el ingeniero estructural Rosendo Camargo, y como resultado de la extensa comunicación entre geólogos, ingenieros geotécnicos, ingenieros estructurales y contratistas, hizo posible extender la vida útil del Viaducto desde Octubre 2005 en adelante, mucho más allá de los 67 cm de desplazamiento vertical, originalmente definidos como límite para el colapso de la estructura:

- Sustitución de las bielas originales de concreto localizadas en el estribo Sur y la cámara superior de las pilastras Sur y Norte, por un conjunto de perfiles de acero.
- Sustitución del estribo Caracas (lado Sur) por cerchas metálicas soportadas por un grupo de micropilotes y colocadas sobre rodillos que podían moverse libremente en dirección transversal, permitiendo la recuperación de los desplazamientos progresivos.
- Construcción de nuevas fundaciones y pilas para sustituir las Pilas 9 y 10 entre el estribo Sur y la Pilastra Sur (lado Caracas). Las nuevas pilas se identificaron como 9' y 10' y sus fundaciones consistieron en grupos de micropilotes. Cada pila nueva estaba conformada por cuatro columnas de concreto que soportaban un par de cerchas de

acero localizadas a ambos lados de las pilas existentes y colocadas sobre rodillos que podían moverse libremente en dirección transversal.

- Colocación de vigas retráctiles o telescópicas en la cámara superior de la Pilastra Norte, soportadas por placas de teflón que permitían el movimiento libre del tablero sobre la pilastra en dirección longitudinal, sin dañar la estructura.
- Construcción de un sistema de cables de postensado en forma de "U" que abrazaban las Pilas 9' and 10' localizadas en el lado Sur. Este sistema sirvió para dos propósitos: a) Proveer las pilas con un mecanismo redundante que les proporcione un soporte lateral en caso de una potencial falla por corte transversal en la base de las pilas (originada por el empuje transversal del deslizamiento), y b) Ayudar a aliviar la energía potencial almacenada en el tablero (causada por su flexionamiento), eliminando intencionalmente la resistencia al corte en la base de las Pilas, transfiriendo de esta forma la reacción transversal del tablero a los cables. Luego, soltando lentamente la tensión en los cables, el tablero regresó aproximadamente 25 cm hacia su posición original y por lo tanto descargó una cantidad considerable de energía potencial almacenada en él.
- Reforzamiento con acero post-tensado de los arcos en forma de cajones huecos, los cuales originalmente fueron diseñados para trabajar a compresión. El post-tensado fue diseñado para demorar el agrietamiento de los arcos y evitar que los mismos se fracturaran en forma frágil a ambos lados de la clave, produciéndose el colapso repentino de la estructura. El refuerzo proyectado en la clave tenía como objetivo promover la formación de una articulación plástica en esa sección. La articulación se activaría ella misma por el incremento progresivo en los desplazamientos, anticipándose que formaría una deformación vertical de 80 cm aproximadamente. La articulación plástica en conjunto con las articulaciones existentes convertirían cada arco en una estructura estáticamente determinada, parcialmente inmune a los efectos negativos del empuje longitudinal. Esta premisa sería cierta siempre que el tablero estuviese libre de moverse en la dirección longitudinal. En tal sentido, en numerosas ocasiones fue necesario demoler el tablero en las juntas de los estribos, con el fin de crear un espacio que permitiera su movimiento libre sin restringir la clave para que lo hiciera. Desafortunadamente el 5 de Enero de 2006, se produjo una aceleración repentina del

movimiento de la ladera cuyas primeras manifestaciones empezaron a notarse a las 2:30 am del mismo día, luego de terminado el trabajo de apertura de 25 cm en la junta del estribo Caracas. Para las 7 am se habían cerrado completamente los 25 cm cortados y como consecuencia se restringió el movimiento de la clave por lo cual los arcos dejaron de ser inmunes a desplazamientos longitudinales. El tablero actuó como un puntal horizontal restringiendo el avance longitudinal de la clave y los arcos se fracturaron a una distancia de aproximadamente 37 m, medidos desde la clave hacia el lado Sur, donde resultó máxima la relación demanda/capacidad. Debido a las medidas estructurales implementadas, la deformación vertical de la clave alcanzó hasta 120 cm, en lugar de los 67 cm que fueron

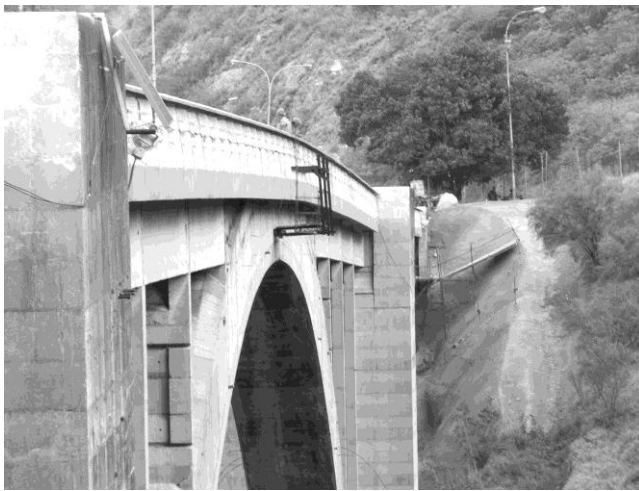
estimados sin refuerzo, por lo cual no cabe duda que dichas medidas le suministraron a la estructura una importante extensión de su vida útil.

EL EVENTO DEL 5 DE ENERO DE 2006

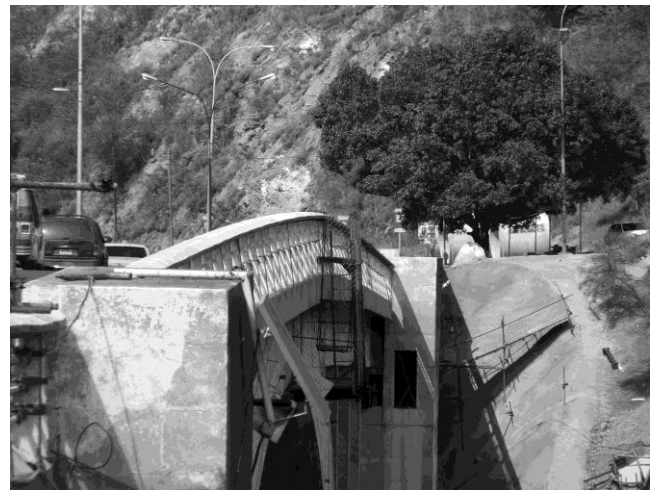
El 5 de enero de 2006, luego de tres días de lluvias torrenciales que acumularon 107 mm de precipitación hasta esa fecha, se produjo como se indicó previamente, una aceleración repentina del deslizamiento.

El evento ocurrido puede ser resumido como sigue:

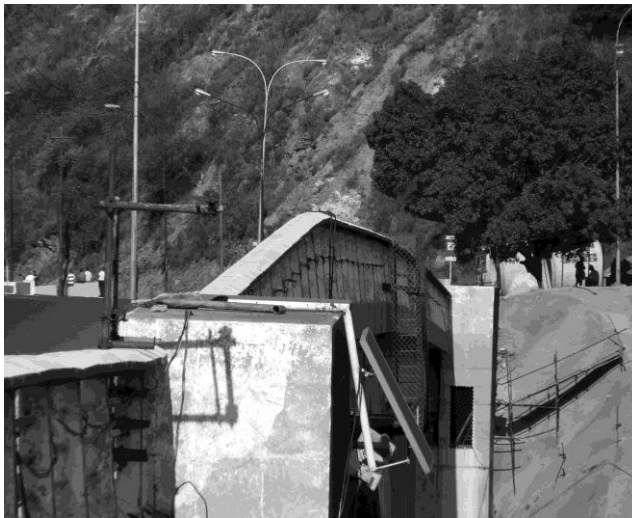
- A las 2:30 am el espacio de 25 cm generado por el corte del tablero en la junta se empezó a cerrar progresivamente, y para las 7 am se había cerrado completamente.



a



b



c



d

Figuras 16a, 16b y 16c. Vistas comparativas de la deformación del tablero en diferentes fechas (Agosto 2005, Diciembre 2005 y Enero 2006). La Figura 16d, muestra una vista más detallada de la deformación vertical del tablero, la cual había alcanzado 130 cm en la clave y 167 cm en la sección de ruptura; la foto fue tomada desde la Pilastra Sur (lado Caracas) en Marzo 9, 2006.

- A las 7:30 am, se produjo un movimiento repentino del tablero cambiando su forma simétrica por una asimétrica, y como resultado se originó una compresión importante en los arcos, fracturándolos a una distancia de 37 m medida desde la clave hacia el lado Caracas. La Figura 17 muestra la medición de la deformación del tablero efectuada en la tarde del 5 de Enero de 2006, en conjunto con medidas previas.
- Como consecuencia del movimiento y del rebote hacia atrás del tablero por la restricción de la junta en el estribo La Guaira (lado Norte), luego de fracturado los arcos, se produjo una abertura de 6 cm en dicha junta la cual fue observada en esa localidad.
- Hay que mencionar que debido al evento de la mañana del 5 de Enero de 2006, se decidió prohibir el paso vehicular y peatonal sobre el Viaducto, e inmediatamente proceder a una inspección detallada de la estructura. Es importante mencionar además, que de acuerdo a los desplazamientos estimados, en la mañana del 5 de Enero se superó ampliamente el umbral de velocidades establecido por los especialistas en

geotecnia para cerrar el Viaducto, el cual era de 5 cm/día.

- Luego del evento del 5 de Enero de 2006, la inspección detallada de la estructura reveló los siguientes daños:
 - Rotura de los tres arcos a una distancia de 37 m al sur de la clave o centro del arco, hacia el lado Sur. Aplastamiento del concreto por compresión en las secciones fracturadas fue observado tanto adentro como afuera de los arcos.
 - Grietas y aplastamiento del concreto en las vigas longitudinales que soportaban el tablero en correspondencia con los sitios de rotura de los arcos.
 - Deformaciones plásticas en las cerchas de acero que sirven de soporte al tablero en las nuevas Pilas 9' y 10'.
 - Agrietamientos severos en las vigas de riostra localizadas en el lado Caracas, entre las Pilas 9 and 10.
 - Rotación de la Pilastra del lado Caracas, alcanzando un máximo de aproximadamente 1° que corresponde a un desplazamiento de 70 cm en dirección Norte-Sur.

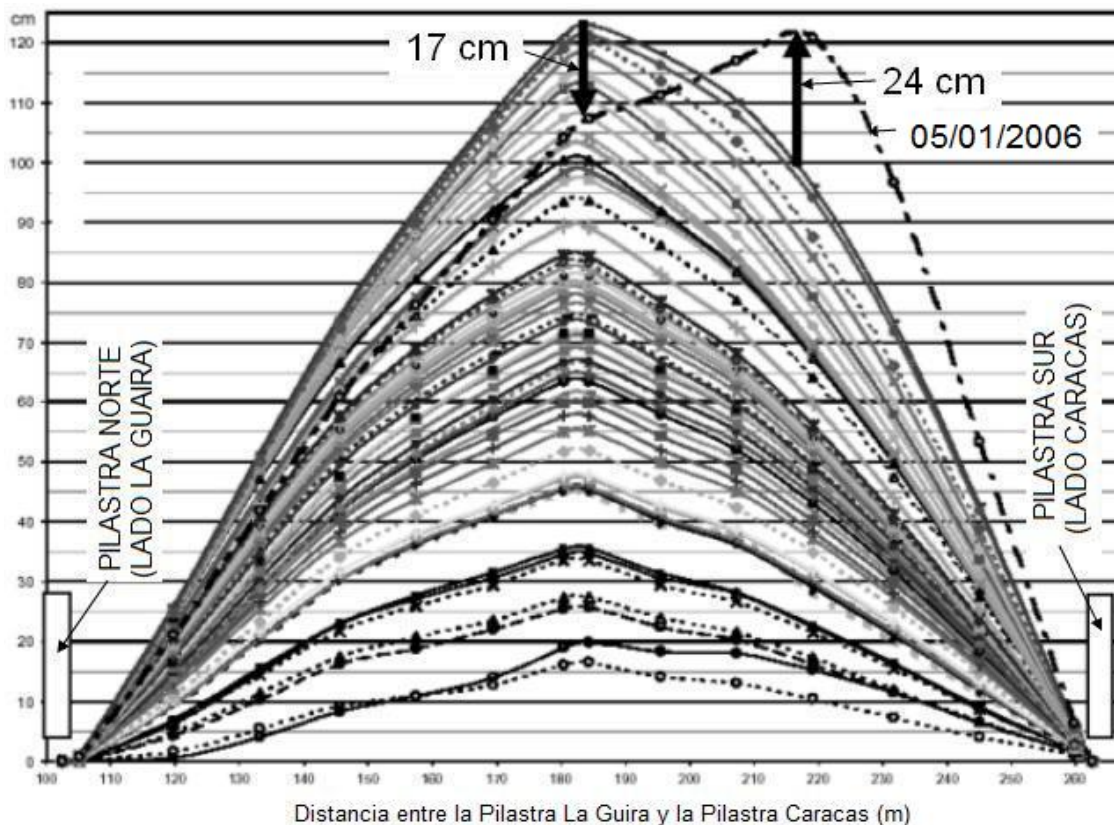


Figura 17. Deformación vertical del tablero antes y después del evento del 5 de Enero de 2006. Las medidas corresponden a las deformaciones entre la Pilastra Norte (izquierda) y la Pilastra Sur (derecha), desde Julio 7,1987 hasta Enero 5, 2006. Nótese que la clave descendió 17 cm y la sección de ruptura ascendió 24 cm. La dirección del movimiento del deslizamiento respecto al gráfico, es de derecha a izquierda (Mediciones realizadas por Pilperca).

- Modificación significativa de la geometría de la estructura (Figura 17). La máxima deformación originalmente en la clave, cambió a la sección donde ocurrió la ruptura de los arcos. Adicionalmente se observó una grieta transversal en el tablero en correspondencia con la misma sección donde se rompieron los arcos.
- Grietas en los elementos de concreto localizados en la cámara inferior de la Pilastra Caracas.

En resumen, el evento del 5 de Enero de 2006 iniciado por una aceleración repentina de la masa de deslizamiento y subsecuentes etapas de rotación de la Pilastra Sur (lado Caracas), originó un desplazamiento horizontal del tablero hacia el lado Norte (lado La Guaira), el rebote del tablero por la restricción de la junta en el estribo La Guaira, un cambio en la forma de la deformación vertical del tablero, y la rotura de los tres arcos. Las Figuras 18 y 19, muestran algunos daños en el arco Este y en el tablero, como consecuencia del evento del 5 de Enero de 2006.

En lo que respecta al comportamiento del deslizamiento, desde el 25 de Diciembre de 2005 se observó un progreso evidente de las grietas de tracción en la ladera inferior adyacente al estribo Caracas. Las intensas lluvias que se iniciaron el 2 de Enero de 2006, permitieron la infiltración de aguas a través de las grietas de tracción y generaron importantes desplazamientos verticales y horizontales en la referida ladera.

EL COLAPSO FINAL DEL VIADUCTO EL 19 DE MARZO DE 2006

Luego de prohibir el paso de vehículos y personas sobre el Viaducto No. 1 el 5 de Enero de 2006, las mediciones de deformación del tablero revelaron que la sección de ruptura de los arcos, se estaba levantando progresivamente. El riesgo de colapso de la estructura era evidente y por lo tanto no se recomendó llevar a cabo medidas de reparación que pudieran representar riesgo para la vida de los profesionales, técnicos y obreros. La última medición de la deformación del tablero fue realizada el 17 de Marzo de 2006 y debido al claro progreso del las grietas, se decidió prohibir todas las actividades en el área del Viaducto.

El domingo 19 de Marzo de 2006 ocurrió el colapso de la estructura. Dos personas que coincidentalmente estaban tomando fotos del Viaducto en ese momento, proporcionaron

información muy valiosa acerca del proceso de colapso (Figuras 20 y 21). Tres estaciones sísmicas localizadas a 3, 14 y 19 kilómetros del Viaducto, permitieron estimar el impacto de la caída de la estructura como un sismo equivalente de magnitud $M_w = 1.6$ (M_w = magnitud de momento, definida por Hanks & Kanamori, 1979).



Figura 18. Vista panorámica de la ruptura del arco Este, destacada con un círculo. (Enero 5, 2006).

En la Figura 22 se ha representado la relación entre el inverso de la velocidad (día/cm) de la sección de ruptura que ocurrió en Enero 5, 2006, y el tiempo. Puede verse que las fracturas en la estructura del Viaducto pudieron ser aproximadamente anticipadas cuando los resultados de las mediciones estaban cercanos al eje de las x.



Figura 19. Agrietamiento del tablero debido al evento del 5 de Enero de 2006, en correspondencia con la misma sección de ruptura del arco mostrada en la Figura 18. (Enero 5, 2006).



Figuras 20 y 21. Fotos tomadas durante el colapso del Viaducto No. 1, el 19 de Marzo de 2006 (11 am, hora local). (Fotos tomadas por A. Fonseca y F. Federici, respectivamente).

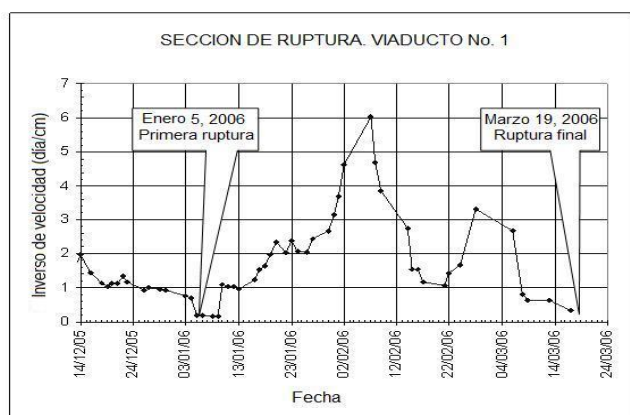


Figura 22. Inverso de la velocidad-vs-tiempo. Las medidas corresponden a dos puntos de referencia instalados a cada lado de la sección de ruptura generada durante el evento del 5 de Enero de 2006.

MECANISMO DEL DESLIZAMIENTO

Con relación al mecanismo de deslizamiento existen suficientes evidencias para concluir que el movimiento de la ladera que afectó el Viaducto No.1 fue originado por la reactivación de un deslizamiento antiguo. Sin embargo, ha sido difícil establecer con certeza cuales causas originaron el deslizamiento original y su primera reactivación en una superficie de falla con baja inclinación (12° - 16°). Varias causas posibles han sido consideradas, incluyendo la influencia del marco geológico estructural y la infiltración de aguas de lluvia, lo cual se discute a continuación.

Los afloramientos de los suelos coluviales originados por el deslizamiento antiguo, muestran la presencia de bloques y fragmentos de rocas angulares distribuidos en forma caótica en una matriz de suelo. Estas características sugieren que el deslizamiento antiguo probablemente ocurrió muy rápidamente. De acuerdo a esta interpretación, es probable que el

deslizamiento estuvo asociado a deformaciones tectónicas, hipótesis que es compatible con las evidencias observadas en las galerías exploratorias. No hay duda alguna de que la existencia de una brecha tectónica de significativo espesor tiene una influencia directa en el mecanismo de falla, debido a que las abundantes superficies arcillosas pulidas y estriadas, le confieren al material brechoide una muy baja resistencia al corte. Por otra parte, la influencia indirecta de una brecha de falla estaría asociada a posible actividad reciente. Aun un movimiento rumbo-deslizante de la falla, podría justificar una pérdida instantánea de resistencia al corte en la dirección del deslizamiento gravitacional lo cual por supuesto podría explicar su reactivación. (Goodman, Salcedo & Sancio, 1992, y Salcedo, 1994).

La Figura 23 muestra un mapa que incluye los primeros 4 kilómetros de la Autopista Caracas – La Guaira, desde la ciudad de Caracas hasta el Viaducto No. 1, indicando los sitios donde se han detectado deslizamientos de dimensiones significativas que han ocurrido o están actualmente activos (últimos 20 años). Puede observarse en dicha Figura que la mayoría de las áreas inestables están adyacentes a fallas geológicas interpretadas por el autor de este artículo en fotografías aéreas, una de ellas observada dentro de las galerías exploratorias. Aun cuando es razonable esperar la presencia de deslizamientos cercanos a trazas de fallas geológicas debido al alto grado de cizallamiento de las rocas, el hecho de que los deslizamientos de dimensiones importantes ocurrieron adyacentes a las fallas, también sugiere una posible actividad tectónica. Deslizamientos de importantes dimensiones con superficies de falla de baja inclinación, han sido reportados a lo largo de fallas geológicas activas en otros países con actividad tectónica frecuente, tal como Japón (Hasegawa, 1992).

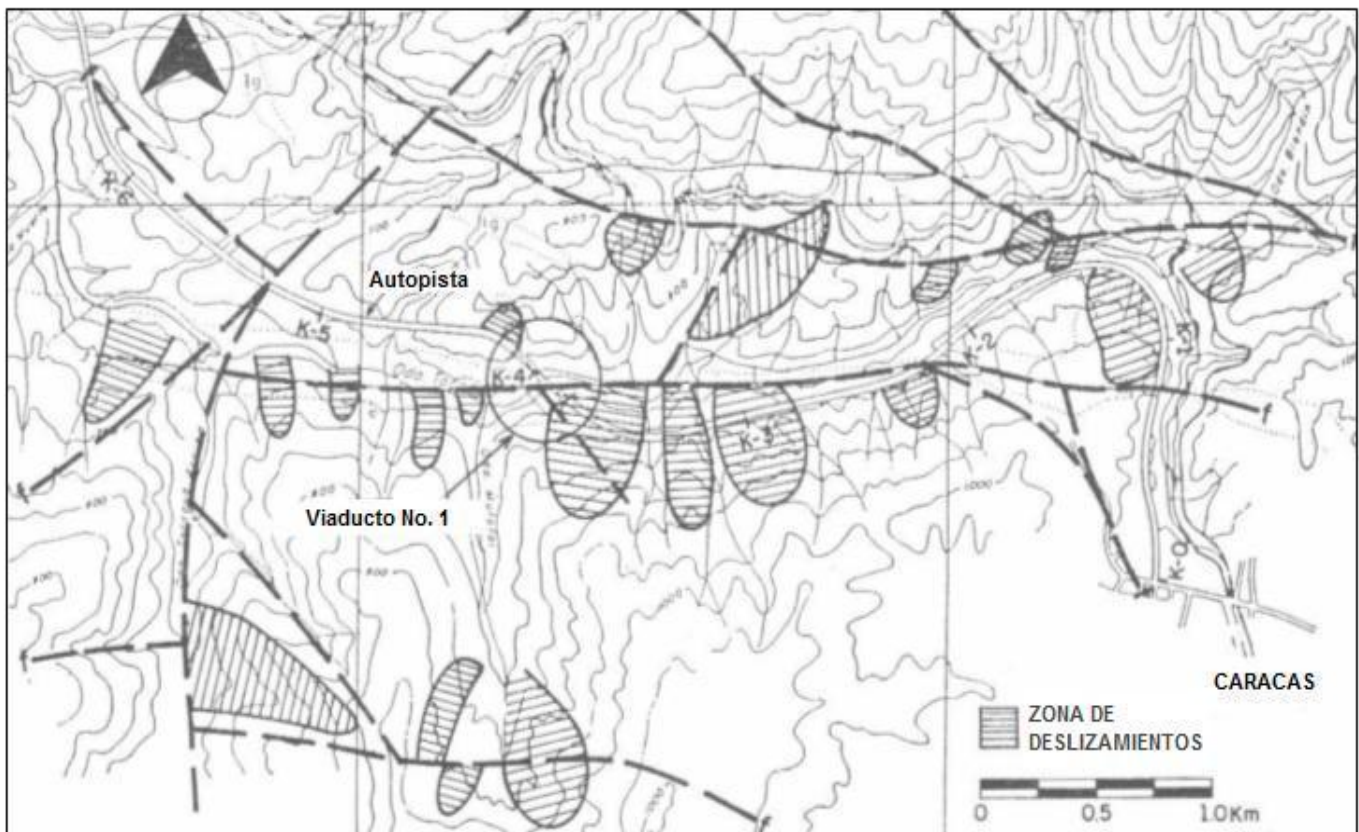


Figura 23. Mapa mostrando la relación entre la ubicación de fallas geológicas interpretadas por el autor en fotografías aéreas, varias de ellas confirmadas en campo, y los deslizamientos más relevantes entre el km 0 y el km 4 de la Autopista Caracas – La Guaira. La ubicación del Viaducto No. 1 ha sido identificada con un círculo.

Otra hipótesis que pudiera explicar la reactivación del deslizamiento, es el efecto de solicitaciones dinámicas provenientes de sismos que no necesariamente deben tener sus epicentros en el sistema de fallas de Tacagua. Especulando se podría pensar que el deslizamiento fue reactivado por el sismo de Caracas del 29 de Julio de 1967 ($M_w = 6.5$). Un ejercicio mental, asumiendo que el desplazamiento estimado en la Pilastra Sur (lado Caracas) se inició en Julio de 1967, antes del inicio de mediciones en Marzo 1987, conduce a concluir que la ladera debe haberse movido con velocidades entre 10 y 15 mm/año, valores en el mismo orden de magnitud que los medidos una vez iniciado el monitoreo. Esta línea de razonamientos permite considerar el sismo de Caracas de 1967 como una posible causa de reactivación del deslizamiento antiguo.

No hay información de una inspección visual de la estructura después del sismo de Caracas de 1967 y antes de Marzo de 1987; por lo tanto, la posibilidad de que el Viaducto empezó a ser afectado desde ese momento es desafortunadamente desconocida. También se considera posible que las deformaciones

y el cierre de la cuerda de los arcos originado por el sismo de 1967 no fue suficiente como para desarrollar daños que pudieran ser apreciados visualmente en los elementos estructurales.

La Figura 24 muestra la medición de la deformación vertical del arco la cual es una medición indirecta del movimiento de la masa en deslizamiento, extrapolarlo hasta Julio de 1967. Desde 1967 hasta el año 2006 todos los sismos registrados en los alrededores del área tuvieron magnitudes M_w variando entre 2.1 y 2.9, con la excepción de dos pequeños sismos de $M_w = 3.5$ y 3.2 registrados en Agosto de 1983 y Septiembre de 1986 (Funvisis, 2006).

Con el fin de evaluar si las lluvias, y como consecuencia el desarrollo de presiones de agua en la superficie de deslizamiento, fueron un factor significativo en el desarrollo del deslizamiento, se realizaron varias correlaciones entre la lluvia mensual y velocidad del movimiento, tomando en cuenta el movimiento de puntos de control superficiales e inclinómetros. Considerando además que las lluvias acumuladas en un periodo de tiempo pudieran tener una influencia significativa en el comportamiento del

deslizamiento, se realizaron múltiples correlaciones entre la lluvia acumulada en 10 y 15 días, y la velocidad del movimiento de inclinómetros y puntos de control, así como con deformaciones de la estructura. Ninguna de estas correlaciones reveló que las lluvias fuesen un factor principal para explicar el comportamiento del deslizamiento. Esta falta de correlación no descarta la influencia en la velocidad del movimiento, de posibles presiones en el subsuelo inducidas por infiltración de aguas de lluvia y provenientes de las viviendas construidas sin satisfactorios sistemas de drenaje y limitados sistemas de aguas servidas.

Se estima que la intensa lluvia de los días 2 y 3 de Enero de 2006, tuvo una influencia importante en el comportamiento del deslizamiento, solo porque para ese entonces muchas grietas de tracción se habían desarrollado, permitiendo la infiltración de las aguas. Sin embargo, considerando la falta de correlación antes mencionada y el hecho de que en las galerías exploratorias se encontró muy poca agua, este factor no puede ser catalogado, en forma única, como responsable de la reactivación del deslizamiento y por las variaciones en su velocidad del movimiento.

En resumen, se propone la hipótesis que movimientos neotectónicos originaron la reactivación y subsecuente comportamiento del deslizamiento. La reactivación de un deslizamiento de las dimensiones indicadas, pudo haber ocurrido durante el sismo de Caracas de 1967, y movimientos neotectónicos pequeños y sucesivos podrían explicar su comportamiento en el tiempo. La instalación de un sistema de monitoreo a lo largo de las fallas geológicamente activas, permitiría obtener una correlación de desplazamientos que no necesariamente generen sismos, con desplazamientos de grandes deslizamientos.

CONSECUENCIAS SOCIO-ECONOMICAS DEL COLAPSO DEL VIADUCTO NO. 1

El cierre y posterior colapso del Viaducto No.1 tuvo importantes impactos sociales y económicos, no solo para los habitantes del Estado Vargas y familias que viven en las zonas aledañas a la Autopista, sino para los usuarios del aeropuerto más importante del país desde el punto de vista de carga y turismo, para el puerto marítimo que es el segundo puerto de carga del país y por donde ingresa un 20% de las importaciones de bienes de consumo y materia prima, y para la aduana principal. La Autopista Caracas – La

Guaira es considerada una ruta primordial para el movimiento de la economía venezolana.

Entre los impactos socio-económicos más importantes asociados a la problemática del Viaducto No. 1, se pueden mencionar:

- La necesidad de desalojar y reubicar 600 familias que habían construido sus viviendas en la ladera inestable, en el denominado Barrio Nueva Esparta.
- Desvío de buques hacia el Puerto marítimo alterno de Puerto Cabello.
- La utilización de vías alternas, entre ellas la antigua carretera Caracas-La Guaira de doble longitud que la Autopista, que son carreteras de montaña con un trazado tortuoso y de insuficiente capacidad para la demanda de tránsito. Algunas de las vías alternas requerían el uso de vehículos de doble tracción. La utilización de las vías alternas fue obligante durante el lapso de 52 días comprendido entre el cierre del Viaducto No. 1 y la puesta en servicio de la Vía de Contingencia.
- Las aerolíneas tuvieron que cancelar algunos vuelos y ajustar sus itinerarios a los horarios regulados para las vías alternas, principalmente la Carretera vieja.
- Incremento significativo en el tiempo de viaje entre Caracas y La Guaira, una vez puesta en servicio la vía de contingencia el 26/3/2006, la cual solo disponía de dos canales de circulación (ida y vuelta) y no era suficiente para cubrir el déficit de la demanda producida por el colapso del Viaducto. El tiempo de viaje se incrementó de 20 minutos a 2 horas, aproximadamente, en ambos sentidos, hasta Junio de 2008 cuando se termina la construcción del Viaducto Alterno. Una gran parte de la población del litoral del Estado Vargas entre estudiantes y trabajadores, tienen que trasladarse diariamente al área metropolitana de Caracas por razones de trabajo y viceversa, por lo cual se perdió un importante número de horas en el tráfico.
- Las restricciones en la vía implicaron un retardo en los traslados de mercancía hacia los centros de distribución, lo que a su vez generó aumentos en los costos de almacenaje y en el pago de horas extras al personal. Los costos de transporte se incrementaron en un 40%, inflando parcialmente el precio de algunos productos.
- Incremento en los costos de los pasajes de líneas de transporte y de transporte público, a veces en forma especulativa, alcanzando hasta cuatro veces el costo original.

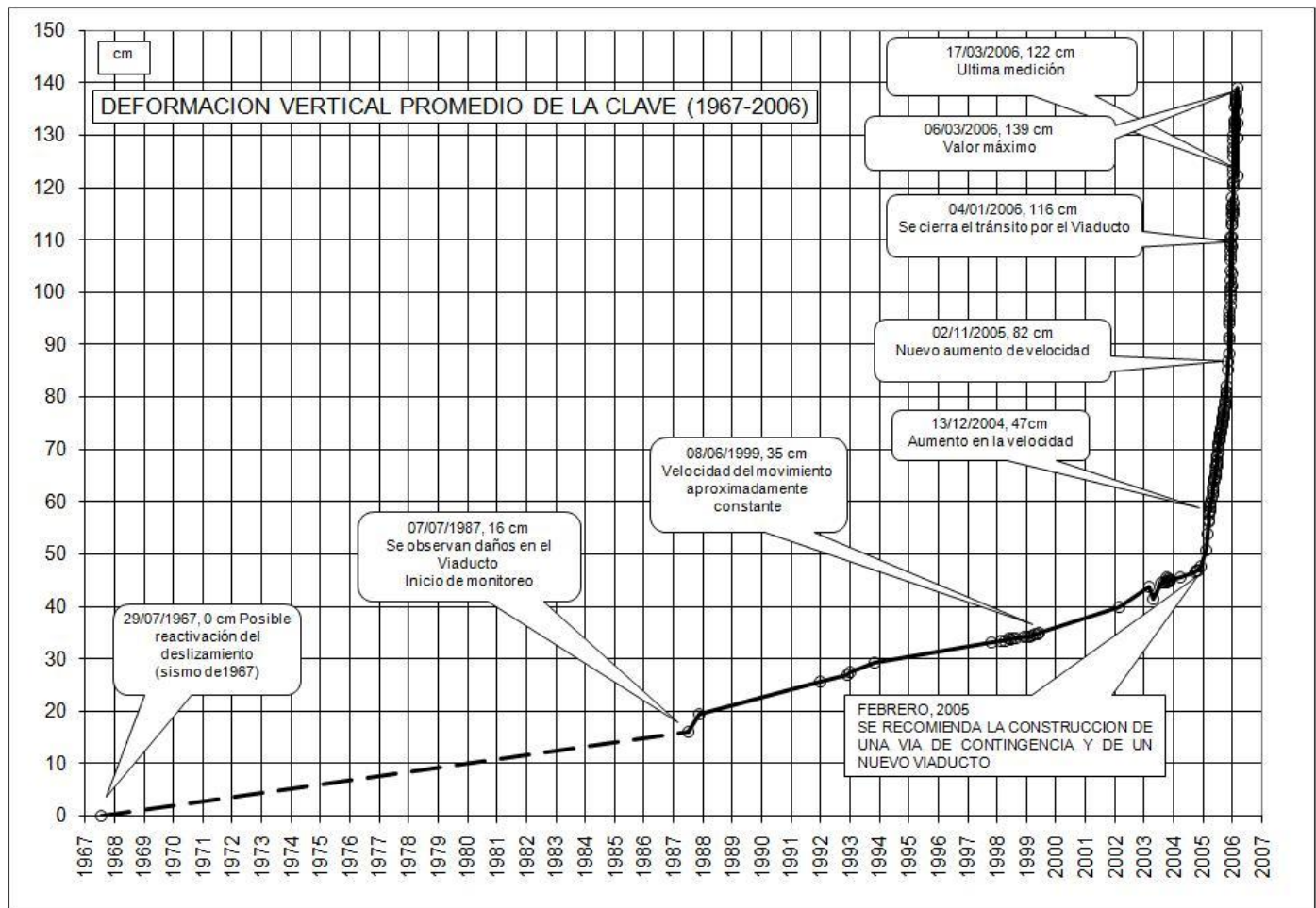


Figura 24. Deformación vertical promedio de la clave desde 1967 a 2006. Las mediciones se iniciaron en 1987.

- Hubo necesidad de reglamentar los horarios de circulación de tránsito para la carga pesada. Los conductores de camiones que suben la mercancía del puerto, manifestaron que antes del colapso de la estructura hacían 4 a 5 viajes a la semana, lo cual se redujo a un máximo de 2 por semana, mermando significativamente sus ingresos. Asimismo las líneas de taxis incrementaron sus tarifas considerando que antes del colapso hacían hasta 20 viajes diarios, mientras que después del colapso hacían cuatro, mermando sus ingresos en un 80%.
- Se requirió implementar diversos puntos de control con efectivos de la Guardia Nacional, Ejército y Policía a lo largo de la denominada Carretera Vieja, para la protección de los conductores y pasajeros.
- Con el fin de no paralizar las actividades de las aduanas marítima y aérea, se implementó un plan para que los funcionarios adscritos a estas dependencias, fijaran su residencia en hoteles de La Guaira.
- Impacto sobre el sector turismo del Estado Vargas, traduciéndose en pérdidas económicas importantes para los hoteles, restaurantes y negocios de economía informal. Según notas periodísticas (El Universal, 11/3/06), los restaurantes del litoral experimentaron pérdidas entre el 50% y 60%. El sector turismo las sufrió hasta el 70% y el comercio informal asentado en las ventas de los balnearios, se vió afectado en un 90%.
- Haciendo un ejercicio sencillo y muy aproximado, considerando el tránsito de 50.000 vehículos/día, un promedio de tres pasajeros por vehículo y una pérdida de horas-hombre de dos horas en un solo sentido de la Autopista, resulta una pérdida total diaria de 300.000 horas. Considerando que el nuevo Viaducto requirió de 18 meses para su puesta en servicio, las pérdidas totales alcanzarían unas 120 millones de horas. Asumiendo en forma simplista un costo de US\$1 por hora, las pérdidas totales alcanzaron US\$120 Millones de dólares, solo por el tiempo perdido en el recorrido vial.
- Según declaraciones de prensa (El Universal, 20-01-2006) el presidente del Banco Central de Venezuela declaró que el PIB se vería impactado en un 1.5% por el cierre del Viaducto No. 1.

- Otros costos asociados a la problemática del Viaducto No. 1, están relacionados con el desalojo y reubicación de 600 viviendas estimado en US\$15 Millones, las medidas estructurales de rehabilitación por un monto de US\$15 Millones, el costo de construcción de la Vía de Contingencia que alcanzó US\$9 Millones, y el costo del Viaducto Alterno de 800 m de longitud y pilas de hasta 60 m de altura, con un monto de US\$62 Millones, lo cual da un total del orden de US\$100 Millones.

COMENTARIOS FINALES

Muchas lecciones pueden ser aprendidas del caso descrito, de las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- La bien conocida importancia de entender la naturaleza de los factores geológicos antes de construir una obra civil, en este caso una Autopista y un viaducto importante. Este caso confirma una vez más, como las fotografías aéreas constituyen una excelente herramienta de diagnóstico que puede servir de gran ayuda en la etapa de selección de sitio de obras civiles.
- El comportamiento de grandes deslizamientos con una superficie de falla de baja inclinación, principalmente en aquellas áreas donde las presiones de agua no están significativamente presentes, no puede ser explicado mediante los métodos tradicionales de estabilidad los cuales desprecian los esfuerzos laterales in situ. La influencia de estos esfuerzos denominados como “esfuerzos tectónicos, “esfuerzos residuales del terreno” y “esfuerzos iniciales” en la literatura técnica, deben ser tomados en consideración cuando se trata de deslizamientos en áreas afectadas por tectonismo. La incorporación de los esfuerzos iniciales en el análisis de laderas naturales, ha sido discutido por Chowdhury (1976).
- Aun cuando la posibilidad de deformaciones neotectónicas es simplemente una hipótesis entre los factores que podrían explicar el origen y reactivación del deslizamiento, no hay duda que las abundantes superficies arcillosas pulidas y estriadas (slickensides) producidas por cizallamiento de aparente origen neotectónico, tienen una influencia directa en el mecanismo del deslizamiento. Este factor debe ser tomando en cuenta en condiciones geológicas similares.
- El caso histórico descrito ilustra además que cuando se trata de problemas asociados a amenazas naturales, no se puede confiar plenamente en los resultados de instrumentación,

posponiendo la toma de decisiones. Los deslizamientos pueden acelerarse repentinamente debido a factores tales como presiones de agua inducidas por filtraciones de agua, sismos o aun por deformaciones por repteo a lo largo de fallas activas en el área.

- Finalmente se concluye, tal como ha sido indicado en otros casos históricos, que los métodos de predicción del colapso cuando son utilizados con cautela, son excelentes herramientas durante la investigación de deslizamientos. No hay duda que al menos una aproximación aceptable de la fecha de colapso puede ser anticipada con estos métodos, lo cual constituye una gran ayuda durante los procesos de toma de decisiones.

RECONOCIMIENTOS

Muchos ingenieros y técnicos han contribuido con ideas y proposiciones para solventar este problema tan importante y sería imposible mencionarlos a todos ellos. En particular las siguientes personas merecen reconocimientos:

- R. Camargo, líder y proyectista del grupo de ingenieros estructurales. A. Pesti, M. Vignali y J. Ortas de Ingeotec, ingenieros consultores, quienes realizaron una investigación extensiva del problema desde 1987.
- C. Ramírez C., C. Ramírez S., S. Pulido e I. Salcedo, de la empresa Pilperca. Los obreros de esta empresa merecen especial mención por su dedicación y esfuerzo para ejecutar las medidas de rehabilitación de la estructura. Algunos de ellos bajo condiciones ambientales muy difíciles. P. Torres B. de la empresa constructora Precomprimido.
- Dr. R. Sancio e ingenieros N. Rodríguez, P. Carrillo and J. Martínez, consultores en ingeniería geotécnica.
- J. Capobianco, M. Brewer, C. Fortoul, L. Fargier y E. Abadí, consultores en ingeniería estructural, y O. Russo, ingeniero proyectista vial.
- Tranarg, compañía consultora encargada de las mediciones geodésicas.
- Consultores internacionales J. Muller, D. Dutoit, P. Habib, R. Goodman, J. M. Duncan, W. Clough y G. Fernández.
- La Comisión de Alto Nivel Técnico consultada por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones en 1990.
- Agradecimiento especial al Ministro de Transporte y Comunicaciones J. P. del Moral, y al Ministro de Infraestructura Coronel R. Carrizales y a los ingenieros O. Blanco, K. Sánchez, G. Rangel, G. Gil

y B. Díaz, quienes confiaron en nuestro grupo consultor.

- S. Pulido colaboró en la interpretación y elaboración de gráficos de mediciones realizadas en la estructura. L. Fargier revisó los aspectos estructurales del artículo, contribuyendo con valiosas sugerencias. V. Flores ayudó en la elaboración y representación gráfica de datos.

REFERENCIAS

Chowdury, R. (1976). "Initial stresses in natural slope analysis." *Rock Engineering for Foundations and Slopes. Proceedings of the Specialty Conference. ASCE Geotechnical Engineering Division.* University of Colorado. pp. 404-414.

Freyssinet, E., Muller, J., and Shama, R. (1953). "Largest concrete spans of the Americas. Three monumental bridges built in Venezuela. How the three bridges were designed. How they were built." *Civil Engineering.* March, pp. 41-55.

Fukuzono, T. (1985). "A new method for predicting the failure time of a slope." *Proceedings IV International Conference and Field Workshop on Landslides.* Tokyo. pp. 145-150.

Funvisis (2006). Base de datos Boletín Sismológico de Venezuela. Caracas. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas.

Hanks, T., and Kanamori, H. (1979). "A moment magnitude scale." *Journal of Geophysical Research.* 84. (B5). pp. 2348-2350.

Hasegawa, S. (1992). "Large-scale rock mass slides along fault scarp of the Median Tectonic Line in northeastern Shikoku, Southwest, Japan." *Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides.* Christchurch, New Zealand. Vol. 1. pp. 119-125.

Goodman, R., Salcedo, D., and Sancio, R. (1992). "Informe del grupo de consultores ad hoc sobre el problema del Viaducto No. 1, Autopista Caracas-La Guaira. Informe inédito. Ministerio de Transporte y Comunicaciones.

Rodriguez J., Hernández del Pozo, J. and Castanedo, T. (1984). "Slope stabilization in weathered schists and shales by excavation and drainage." *Proceedings of the IV International Symposium on Landslides.* Toronto, Canada. pp. 173-178.

Salcedo, D. (1989). "¿Es predecible el comportamiento del macrodeslizamiento que afecta al Viaducto No. 1 de la Autopista Caracas-La Guaira?." *Boletín Sociedad Venezolana de*

Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones. N° 58. Caracas, Venezuela. pp. 3- 33.

Salcedo, D. and Ortas, J. (1991). "Investigation of the slide at the Southern abutment hill of Viaduct No. 1. Caracas-La Guaira Highway. Venezuela." *Proceedings of the 6th. International Symposium on Landslides.* Christchurch, New Zealand. Vol.1. pp. 189-198.

Salcedo, D. (1994). "Observaciones geológicas en galerías exploratorias excavadas en la zona del Viaducto No. 1. Autopista Caracas-La Guaira." *Proceedings of the 1994 International Symposium. Integral approach to applied Rock Mechanics. IV Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas.* Santiago, Chile. Vol. II. pp. 701-713

Salcedo, D. y Ortas, J. (1994). "Comportamiento del deslizamiento de la ladera Sur del Viaducto No. 1. Autopista Caracas-La Guaira. Venezuela." *Memorias I Symposium Panamericano de Deslizamientos.* Guayaquil, Ecuador. pp. 60-90.

Schubert, C. (1993). Informe preliminar sobre la actividad geotectónica de la zona de fallas de Tacagua. Reporte inédito del Instituto Venezolano de Investigaciones Científicas (IVIC). pp. 1-6.

Suárez, G., and Nabelek, J. (1990). "The 1967 earthquake: fault geometry, direction of rupture, propagation and sismotectonic implications." *Journal of Geophysical Research.* Vol. 95. No. B-11. pp. 17459-17470.

Voight, B. (1989 a). "Materials science law applies to time forecasts of slope failure." *Landslide News,* No. 3. pp. 8-11.

Voight, B. (1989 b). "A relation to describe rate-dependent material failure." *Science,* Vol. 243. pp. 200-203.